CAPÍTULO 4

SUELO USADO DURANTE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Origen geológico y composición del suelo

4.1.1 Origen del suelo

El suelo empleado en los ensayos se recogió durante las excavaciones de la construcción de lo que es hoy en día la Biblioteca "Rector Gabriel Ferraté" del Campus Norte de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en Barcelona.

En un orden de mayor a menor antigüedad, las principales formaciones geológicas que se presentan en el territorio barcelonés son el Paleozoico, el Terciario y el Cuaternario. El Paleozoico está constituido por granitos, que se encuentran al pie de la sierra de Collserola, los cuales aparecen generalmente alterados por los efectos del clima mediterráneo formando suelos arenosos blanquecinos. También incluye pizarras, esquistos, cuarcitas y calizas. Después de un importante lapso en la escala cronológica, se depositan materiales pertenecientes al periodo Terciario, que a la vez se subdividen en las series Mioceno y Plioceno. El Mioceno está formado por diferentes niveles de areniscas, calizas, margas, generalmente de color rosado y amarillento. Los materiales del Plioceno están constituidos por margas fosilíferas azules con niveles intercalados de arenas. Los materiales que presentan un afloramiento superficial más extenso en el llano de Barcelona son del periodo Cuaternario formando una superficie suavemente inclinada desde las sierras hasta el mar. En las partes más bajas se depositan los materiales más recientes de origen aluvial y deltaico de los ríos Besòs y Llobregat. Los niveles cuaternarios más antiguos corresponden a conos de deyección, originados bajo un régimen pluviométrico de tipo torrencial en un clima cálido y húmedo, están constituidos por arcilla roja en la base, limos de color amarillo o marrón y una costra calcárea que puede llegar a tener espesores de hasta un metro.

En la Fig. 4.1 se muestra un esquema geológico de la ciudad de Barcelona en la cual se esquematizan las unidades principales (Vázquez-Suñé, E. 1998).

4.1.2 Difracción de rayos X

La difracción de rayos X, es uno de los métodos más usados para la identificación de minerales en suelos de grano fino y del estudio de su estructura cristalina. A causa de la longitud de onda, alrededor de 1 Å del mismo orden que el espaciamiento de un plano atómico en materiales cristalinos, los rayos X son eficaces para el análisis de estructuras cristalinas.

Para la obtención de las características cualitativas de la composición mineralógica del material usado en esta investigación se empleó este método. Una muestra representativa es secada al aire, este suelo se tamiza a través de un tamiz No 200 – 75 μm y la fracción que pasa es pulverizada para su posterior ensayo. El equipo utilizado fue un difractómetro Siemens D-500 con un ánodo CuK (la longitud de onda del rayo incidente es de λ = 1.5406 Å) con una magnitud de paso de 0.05º, velocidad de barrido de 3º/min y un valor inicial de arranque de 2θ = 3.976° hasta 69.976°. Las partículas de polvo aleatoriamente orientadas en todas direcciones aseguran que algunas sean orientadas con respecto al haz del rayo X que produce una característica de reflexión continua y un valor de θ (ángulo del rayo difractado) correspondiente al espaciamiento de los planos prominentes. Como no hay minerales que tengan el mismo espaciamiento del plano, el ángulo al cual ocurre la difracción es usado para la identificación de los componentes cristalinos (ley de Bragg: Mitchell, 1993)

En la Fig. 4.2 se presenta el resultado del ensayo de difracción de rayos X. Los detalles del montaje e instrucciones de operación de la unidad de difracción se describen en Willard *et al.* (1974). La composición mineralógica de la fracción fina (< 2 μm) está fundamentalmente compuesto por los siguientes minerales: cuarzo, albita, calcita, feldespato, muscovita. La fracción de muscovita podría ser igualada con la ilita, pero sería necesario un análisis químico para confirmar su presencia.

4.1.3 Microscopía electrónica de barrido ambiental (ESEM)

Debido a la relativa profundidad de campo y al amplio rango de aumentos del microscopio electrónico de barrido ambiental (ESEM), las características de textura pueden determinarse de forma rápida y sencilla ya que no es necesario ningún tratamiento previo de secado en las muestras. Las características como tamaño medio de las partículas, distribución, morfología, homogeneidad de su textura, cantidad aproximada y distribución de la porosidad, pueden evaluarse cualitativamente en un tiempo corto.

El programa de ensayos ESEM realizado en esta investigación ha sido llevado a cabo en un equipo Electroscan 2020 (Fig. 4.3), que permite tomar imágenes con electrones secundarios a presiones de hasta 50 torr con portamuestras de enfriamiento termoeléctrico (Peltier). Este equipo permite trabajar a temperaturas de ± 20 °C en relación con la temperatura ambiente y observar muestras húmedas.

El programa de ensayos consistió en analizar tres estructuras diferentes de una arcilla de baja plasticidad, las cuales fueron obtenidas bajo un proceso de compactación isótropa y de ensayos de colapso (ver Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Condiciones iniciales de las muestras observadas en ESEM.

Muestra	ρ_0 g/cm^3	w %	n %	Trayectoria tensional realizada
A	1.65	11	38	compactada en condiciones isótropas
B	1.53	8	42	colapsada bajo inundación a carga constante
C	1.53	8	42	colapsada bajo un proceso de disminución de la succión matricial hasta la saturación de la muestra

En las figuras (Fig. 4.4a,b) se muestra la estructura de la muestra A, obtenida de un proceso de compactación estática en condiciones isótropas (ver método de compactación, sección 4.3). En la Fig. 4.4c se presenta la estructura de la muestra B obtenida al final de un ensayo de colapso bajo inundación a carga constante (punto de tensión 2 Fig. 4.22b, trayectoria de tensión Fig. 4.34, muestra B2). Finalmente la muestra C (Fig. 4.4d), que presenta unas condiciones iniciales similares a la muestra B, se obtuvo tras un ensayo de colapso (trayectoria de tensión Fig.4.34, muestra A2).

Las muestras B y C, que se alcanzan por deformación de colapso utilizando dos vías diferentes de hidratación, presentan una estructura similar, observándose partículas de limo cubiertas por agregados de arcilla. En el caso de la muestra compactada en condiciones isótropas (ρ_d=1.65 g/cm^3, n = 38 %), la partícula de limo central representa un área de alrededor 37 μm x 80 μm Fig. 4.4a,b). Por otro lado, el agregado de partículas arcillosas que se muestra en la Fig. 4.4b presenta unas dimensiones típicas menores de 15 μm.

4.1.4 Porosimetría por intrusión de mercurio (MIP)

El tamaño de poros obtenido por la Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) nos proporciona el tamaño de poros y su distribución, que son elementos esenciales de la estructura del suelo. La distribución de poros está relacionada con patrones de comportamientos del suelo tales como: las propiedades de conductividad hidráulica, los fenómenos de retención de agua y las deformaciones volumétricas.

La Porosimetría por Intrusión de Mercurio (MIP) está basada en las leyes capilares que gobiernan la intrusión de un líquido que no moja en pequeños poros. Esta ley, en el caso de un líquido como el mercurio, se expresa por la ecuación de Washburn (Griffths & Joshi, 1989):

$$D = -\left(\frac{1}{P}\right) 4\,\gamma\,\cos\varphi \qquad (4.1)$$

Donde D es el diámetro de poro, P es la presión absoluta aplicada, γ la tensión superficial del mercurio, φ el ángulo de contacto entre el mercurio y la muestra. La tensión superficial usada en este estudio fue de $\gamma = 0.484$ N/m a 25 °C. El ángulo utilizado fue de $\varphi = 140°$ (usualmente asumido entre 139° y 147° para minerales de arcilla; Diamond, 1970). Delage y Lefebvre (1984) escogieron un valor de $\varphi = 141°$ para una arcilla natural, mientras que Griffths y Joshi (1989) usaron $\varphi = 147°$ para una arcilla ilita y caolinita. Romero (1999) usó un valor de ángulo de contacto de $\varphi = 140°$ (arcilla caolinita–ilita).

El volumen de mercurio *V* que penetra en los poros se mide directamente como una función de la presión aplicada *P*. Esta información (*P* – *V*) sirve como una única caracterización de la estructura del poro. La ecuación de Washburn asume que todos los poros son cilíndricos. Aunque los poros en realidad raramente son cilíndricos, esta ecuación proporciona una representación práctica de la distribución de los poros. Si la presión decrece, los datos de extrusión son también calculados usando la ecuación de Washburn. Las curvas de extrusión (*P* – *V*) difieren de las curvas de intrusión debido al mercurio atrapado en los poros con constricción, así como por las diferencias entre los ángulos de contacto (φ) de entrada y salida de mercurio. Las diferencias entre las curvas de intrusión y extrusión pueden usarse para caracterizar la estructura de los poros.

El programa de ensayos fue llevado a cabo en un Porosímetro "Micromeritics" (Fig. 4.5), las principales características y especificaciones se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Porosímetro por intrusión de mercurio "Micromeritics".

Características	Especificaciones
Baja presión	
Medida	0 a 345 kPa
Resolución	69 Pa
diámetro de poro	360 a 3.6 μm
Presión alta	
Medida	presión atm hasta 228 MPa
diámetro de poro	6 a 0.005 μm
exactitud del transductor	±0.1%
Intrusión	
Resolución	mayor de 0.1 μL
Exactitud	±1 % del máx. vol. del penetrómetro

El equipo MIP requiere muestras con un volumen máximo de poros de 392 mm^3 y un volumen total de 5000 mm^3 (limitado por el volumen del bulbo del penetrómetro). Las muestras fueron previamente compactadas en condiciones isótropas a una densidad seca de 1.63 g/cm^3 a un contenido de agua constante. Sólo se analizaron muestras normalmente consolidadas.

El estado de la muestra A fue impuesto por un proceso de compactación isótropa bajo una tensión de 0.6 MPa, dando como resultado una densidad seca de ρ_{d0}= 1.63 g/cm^3 a una humedad inicial de w_0= 11% (ver método de compactación, sección 4.3). En la muestra B, el análisis MIP fue realizado después de aplicar a la muestra una máxima carga isótropa de 1.2 MPa, obteniendo unas condiciones de densidad y humedad de ρ_d=1.80 g/cm^3, w=10 % (en la Fig. 5.13 se observa la trayectoria tensional realizada). Para la muestra C, el análisis de MIP, fue realizado en una muestra sometida a una hidratación bajo carga constante (σ_m-u_a= 0.6 MPa) obteniendo una deformación de colapso predominante y unas condiciones de densidad y de humedad de ρ_d= 1.73 g/cm^3 y w= 13.8 % (ver trayectoria tensional en la Fig. 5.17).

De cada muestra ensayada se obtuvo cuidadosamente una muestra cúbica cuyas dimensiones son de alrededor 10 mm por cada lado. Posteriormente, las muestras tuvieron un secado al aire (humedad relativa de $h_r \approx$ 40 %). Con este método de secado, la distribución de los macroporos se vería afectada debido a pequeñas retracciones en la estructura del suelo.

En la Fig. 4.6 se puede observar la relación de vacíos de intrusión y extrusión normalizadas por la densidad de las partículas sólidas (ρ_s = 2.71 g/cm^3). Puede constatarse, que el volumen de poros no intruido corresponde a un valor del índice de poros de 0.22 y de 0.16 para las densidades secas de

1.63 y 1.80 g/cm^3, respectivamente. Este volumen puede corresponder tanto a poros en la que la presión no ha sido suficientemente alta para conseguir la intrusión como a poros de tamaño mayor que el correspondiente a la presión de mercurio más baja que se ha utilizado.

Dos tipos de porosidad pueden determinarse con un ciclo de intrusión y extrusión (Fig. 4.7). La intrusión llena todos los espacios de poros accesibles e interconectados, dando la distribución de la porosidad total, mientras que la liberación completa de la presión de intrusión permitirá expulsar sólo una parte del mercurio de los poros, definiendo así la porosidad libre (Delage y Lefebvre, 1984). La diferencia entre el ciclo de intrusión y extrusión es la porosidad atrapada. La porosidad atrapada proviene de las constricciones formadas por puentes de arcilla y agregados de forma irregular, que actúan como "cuellos de botella" que atrapan el mercurio en los inter–agregados de los poros (Romero *et al*. 1999a). Delage y Lefebvre (1984) proponen que la porosidad libre corresponde al espacio de poros intra–agregados, mientras el espacio de poros inter–agregados corresponde a la porosidad atrapada o constreñida. La porosidad intra–agregado detectada cuando la presión es liberada representa el 7.4 % de la porosidad total en la muestra A, el 18.4 % para la muestra B y el 19.5 % para la C. Este porcentaje corresponde a un tamaño de poro de aproximadamente 50 nm en la curva de intrusión (Fig. 4.7). Este tamaño de poro puede ser aceptado para delimitar la región que separa las zonas de intra e inter agregados (Romero *et al*., 1999a). Meyer *et al*. (1994) presenta una clasificación con respecto al diámetro de poros (D), donde clasifica como macroporos aquéllos que presenten un diámetro de poro mayor de 50 nm. En la Fig. 4.8 se presenta la función de relación de vacíos ($-de/d\log D$) y el diámetro de poro (D). Este gráfico compara los resultados de diámetros de poros de tal manera que sean seleccionados a intervalos aproximadamente sobre el eje del logaritmo del diámetro, para evitar tamaños de poros enfatizados. El tamaño dominante de la muestra A ocurre alrededor de 15 µm. Las muestras B y C presentan un tamaño dominante más reducido, que se evidencia alrededor de 3 µm.

Si se asume que el volumen no intruido de poros pequeños corresponde a un índice de poros del orden de 0.16, la porosidad intra–agregado podría suponerse que corresponde a un porcentaje aproximado del 30 % y del 50 % del volumen total de poros para densidades secas de 1.63 y 1.8 g/cm^3 respectivamente.

Usando los datos de intrusión de mercurio, se puede estimar la superficie especifica (S_S) del suelo en estudio (Fig. 4.9). En la Tabla 4.3 se presentan los resultados del volumen de intrusión de mercurio y la S_S para cada muestra.

Tabla 4.3 Superficie específica estimado por el método de MIP.

Muestra	V_{max} de intrusión de Hg (cm^3/g)	Relación de vacíos intruída (e)	S_S (m^2/g)	ρ_d (g/cm^3)
A	0.170	0.47	4.00	1.63
B	0.099	0.27	5.83	1.80
C	0.104	0.29	6.65	1.73

El cálculo de la S_S asume una forma de poros cilíndrica aplicando la ecuación (4.1), el cual relaciona el diámetro de poros aparentes D con la presión total aplicada P. El incremento de volumen introducido normalizado dV, puede relacionarse con el incremento de la superficie específica por medio de la siguiente expresión (Romero, 1999):

$$dS_S = \frac{4dV}{D} = -\frac{PdV}{\gamma\cos\varphi} \quad ; \quad S_S = -\frac{1}{\gamma\cos\varphi}\int_0^{V\,max} P\,dV \qquad (4.2)$$

Donde D es el diámetro de poro, P es la presión aplicada, φ el ángulo de contacto entre el mercurio y la muestra, γ la tensión superficial del mercurio y V_{max} es el volumen máximo de intrusión de mercurio.

4.2 Ensayos de clasificación geotécnica

4.2.1 Granulometría

Para la obtención de la curva granulométrica se emplearon dos métodos: el de tamizado, que permite clasificar desde tamaños de gravas hasta partículas de dimensiones de 0.075 mm, y el de sedimentación que permite continuar la gráfica desde 0.075 mm hasta los tamaños más pequeños de arcillas. Con los resultados de ambos métodos (ver Tabla 4.4) se construye la curva granulométrica del suelo a estudiar (Ver Fig. 4.10).

Se han definido otras características geotécnicas como el coeficiente de uniformidad (Cu) y el de curvatura (Cc). Considerando el valor del diámetro mínimo indicado en la curva granulométrica se obtiene un valor de Cu mayor de 4 y un Cc aproximadamente de 1, por lo que el suelo se considera

bien graduado. Otra característica geotécnica que se determinó fue la densidad de las partículas (ρ_s) mediante el procedimiento del picnómetro (norma ASTM D-854-83), dando como resultado un valor de 2.71 g/cm^3. En la Tabla 4.5 se resumen las características que componen el suelo empleado en esta memoria de tesis. En la Fig. 4.10 se muestran los resultados obtenidos por Gens *et al*. (1995) para un suelo de la misma zona.

Tabla 4.4   Fracción granulométrica de las partículas del suelo en estudio.

Nº de tamiz (ASTM)	Abertura (mm)	Material que pasa (%)
16	1.18	100.0
40	0.425	83.31
100	0.150	67.99
200	0.075	60.59
Sedimentación	0.04	50.62
	0.02	38.33
	0.005	22.87
	0.002	16.13

Tabla 4.5   Características de las partículas del suelo usado.

Definición	Datos de laboratorio
Tipo de partícula:	
Arena	39.4 %
Limo	44.5 %
Arcilla*	16.1 %
Características:	
Cu, Cc	bien graduado
ρ_s	2.71 g/cm^3

*la fracción arcillosa es predominantemente de minerales de ilita.

4.2.2 Límites de consistencia

Se han determinado los límites líquido (w_L) y plástico (w_P), para un suelo secado al aire que pasa por el tamiz No 40, siguiendo los procedimientos de la norma ASTM-D4318. Los valores medios que se obtuvieron para este suelo en estudio se indican en la Tabla 4.6. La humedad higroscópica que presenta el suelo es de w_h = 2.2 % a una humedad relativa del laboratorio del orden de h_r=47 %. En la Fig. 4.11 se muestra la carta de plasticidad, la cual incluye resultados consistentes reportados por Gens et al. (1995). El suelo en estudio, puede ser clasificado de acuerdo a la carta de plasticidad

como una arcilla de baja plasticidad (CL), Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS, ASTM-D2487.

Tabla 4.6 Límites de consistencia

Determinación de:	Dato de laboratorio
w_h	2.2 %
w_L	32.0 %
w_P	16.0 %
IP	16.0 %

El comportamiento del suelo, resulta principalmente influido por las fracciones de arcilla y de limo. Para llegar a esta conclusión se han tomado como base los resultados de los análisis de microscopía electrónica de barrido ambiental (ESEM), porosimetría por intrusión de mercurio (MIP), granulométricos y mecánicos. Por otro lado, el valor del contenido de agua higroscópico (w_h = 2.2 %) nos indica la presencia de la fracción arcillosa (Fig. 4.7). Así mismo, los resultados de los ensayos mecánicos, revelan deformaciones de colapso mayores a las deformaciones de hinchamiento al incrementar el grado de saturación. Este comportamiento es indicativo de la presencia de partículas de limo predominantemente vinculadas por puentes de arcilla.

4.2.3 Obtención de curvas humedad – densidad bajo diferentes valores de energía específica de compactación

El procedimiento de compactación, por sus características, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos (e) a humedad constante. El objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando, entre otros, los efectos de densificación del suelo, aumento de la resistencia mecánica, aumento de la rigidez, reducción de la permeabilidad y reducción de la erosionabilidad. Estos son algunos de los efectos más importantes pero también altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía de sus propiedades mecánicas (Morel, 1980).

Según Reséndiz (1980), el estudio de los suelos compactados puede enfocarse definiendo tres grupos de variables que permiten abarcar el problema de manera bastante completa. Aunque

podrían elegirse otras variables, es necesario que sean independientes unas de las otras y que el conjunto defina por completo el estado interno del suelo, es decir, que sean auténticas variables de estado.

Grupo 1: variables fundamentales que controlan el comportamiento de un suelo compactado.	- humedad de compactación - nivel de la energía de compactación - método de compactación - tipo de suelo
Grupo 2: variables más importantes que gobiernan el comportamiento de las obras construidas con suelos compactados.	- cambio de volumen (colapso e hinchamiento) - resistencia - deformabilidad - permeabilidad - erosionabilidad
Grupo 3: conjunto de variables intermedias que actúan como nexo entre los dos grupos anteriores relacionándolos.	- densidad seca (índice de vacíos) - grado de saturación - estructura del suelo

Con el objetivo de obtener la densidad seca máxima (ρ_{dmax}) y su humedad correspondiente denominada óptima (w_{op}), se realizaron ensayos de compactación Proctor normal y Proctor modificado conforme a los procedimientos de la norma ASTM D-698 y D-1557, respectivamente, así como ensayos de compactación por impactos usando un martillo especial a escala. En la Tabla 4.8 se presentas los ensayos realizados y en la Fig. 4.12 se muestran los parámetros obtenidos en el plano Proctor.

Tabla 4.8 Parámetros de las curvas de compactación.

Compactación	w_{op} (%)	ρ_{dmax} (g/cm^3)	Sr (%)	Especificaciones
Impactos:				
Proctor Normal	13.0	1.89	81	ASTM D-698, E_e= 600 (kN m/m^3)
Proctor Modificada	9.7	2.04	80	ASTM D-1557, E_e=2700 (kN m/m^3)
Martillo a escala*	16.5	1.75	81	E_e= 600 (kN m/m^3), N= 12, n= 1
Martillo a escala*	10.0	2.02	80	E_e= 6000 (kN m/m^3), N= 27, n= 1
Estático:				
Presión constante	17.0	1.75	84	σ_v= 0.6 MPa

E_e: energía específica, N: número de golpes, n: número de capas
*molde de compactación: ϕ= 50 mm, h=20 mm; martillo a escala: altura de caída 20 cm, peso 1.0 kg

En la Fig. 4.12 se observa que las curvas de compactación obtenidas con el martillo especial a escala presentan valores menores de densidad secas máxima (ρ_d) que en las curvas obtenidas con el

martillo convencional. Esto es debido a que se desarrolla mayor fricción por unidad de volumen en el suelo durante la compactación, comparados con los moldes convencionales (Lawton *et al*. 1989). No obstante, la relación densidad–humedad desarrollada con el martillo especial a escala, presentan la misma forma y prácticamente la misma línea de grado de saturación (Sr) en las condiciones óptimas, que la obtenida con el martillo convencional.

4.3 Ensayos de compactación isótropa y técnicas de preparación de las diferentes estructuras de suelo usados en los ensayos

4.3.1 Ensayos de compactación estática bajo tensión isótropa controlada

4.3.1.1 Procedimiento de ensayo y resultados

Los ensayos de compactación estática bajo tensión isótropa controlada se llevaron a cabo con el objeto de controlar la presión de preconsolidación en la estructura del suelo al variar la densidad seca y el contenido de agua. Con este proceso de compactación se conoce su historia de tensión y succión, que conduce a unas condiciones iniciales.

El suelo se compactó estáticamente en dos etapas. En la primera etapa se utilizó un molde cilíndrico y una carga vertical muy pequeña (0.05 MPa) para conseguir una densidad seca de ρ_d= 1.2 g/cm^3, suficiente para poder manipular las probetas. En una segunda etapa de compactación estática, las muestras se sometieron en una cámara triaxial convencional a diferentes valores de presión isótropa de confinamiento, obteniendo así las curvas de compactación en el plano Proctor (Fig. 4.13-4.15).

Las diversas etapas seguidas en el procedimiento adoptado se pueden sintetizar de la siguiente manera:

- *Preparación del material*

a) El suelo que pasa por el tamiz No. 16-1.18 μm (ASTM) se seca al aire bajo las condiciones del laboratorio. Se alcanza una humedad higroscópica del material alrededor 2.2 % a una humedad relativa promedio del laboratorio de h_r= 47 %.
b) Determinada la humedad higroscópica, se procedió al cálculo de la cantidad de suelo y agua necesarios para obtener el peso unitario seco (γ_d) y el contenido de agua (w) deseado. Una vez conocido el peso del suelo seco (w_{SS}) que ocupará el volumen (V) del molde (w_{SS}= γ_d V). La

cantidad de suelo w'_{SS} (incluyendo la humedad higroscópica w_h) que se necesita pesar para la preparación de la probeta se obtiene por la siguiente expresión:

$$w'_{SS} = w_{SS}\left(1 + \frac{w_h}{100}\right) \tag{4.3}$$

A su vez, la cantidad de agua a añadir al suelo (descontando la humedad higroscópica) viene dada por la ecuación:

$$w'_w = w_{SS}\left(\frac{w - w_h}{100}\right) \tag{4.4}$$

c) Con la incorporación del agua con un atomizador, se procede a la homogeneización del agua con el suelo, seguida de una amasadura del mismo con una espátula en un recipiente de vidrio.
d) Como durante la homogeneización, ocurre una evaporación de agua, la cantidad evaporada era corregida añadiendo un valor que corresponda a la pérdida por evaporación. En todas las mezclas se ha utilizado agua destilada.
e) Se optó por 24 horas de curado en bolsas de plástico para garantizar una condición homogénea en las muestras.

- *Primera etapa de la compactación estática*

a) Se coloca el suelo en un molde cilíndrico que lo conforman tres piezas ajustables (Fig. 4.13a y 4.17a) formando probetas de ϕ = 35 mm en diámetro y h = 70 mm de altura.
b) Se aplica una tensión vertical ($\sigma_v - u_a$) muy pequeña de 0.05 MPa para conseguir una densidad de ρ_d=1.2 g/cm^3, suficiente par poder manipular la probeta para continuar con la etapa 2. En la Fig. 4.13a y en la Fig. 4.14a se muestra una fotografía de la probeta obtenida en esta primera etapa.

- *Segunda etapa de la compactación estática*

a) La probeta obtenida en la primera etapa, se monta en una cámara triaxial convencional (Fig. 4.13b y 4.14b) bajo diferentes tensiones isótropas netas constantes ($\sigma_m - u_a$). En la Fig. 4.15 se muestran en el plano Proctor las curvas de compactación correspondientes a las presiones de confinamiento de 0.3, 0.6 y 1.2 MPa.
b) La densidad seca tras la compactación, se obtiene usando un anillo de acero inoxidable de 25 mm en diámetro y 22 mm de altura, previamente engrasado para minimizar los efectos de

fricción. La densidad se obtiene en la zona central de la probeta, ya que en ambos extremos de la probeta se presentan efectos de fricción entre la muestra y los sistemas de drenaje (cabezal y pedestal) (Fig. 4.13c y 4.14c).

c) La succión total (Ψ) de la muestra después de la compactación, se obtuvo usando un psicrómetro de transistor (Fig. 4.13c). En la Fig. 4.15 las líneas continuas indican los valores de succión total (Ψ) después de compactar las muestras con diferentes combinaciones de presión de confinamiento y humedad. En la sección 3.3 se describe las características y calibración del psicrómetro transistor usado (Fig. 3.1-3.3).

El tiempo de aplicación de la presión de carga en este proceso de compactación es un factor importante a controlar. Para las muestras del lado seco se optó por un tiempo de 40 minutos. En el caso de las muestras compactadas del lado húmedo se observó cómo se incrementa la densidad conforme se aumenta el tiempo de aplicación de la presión de carga (ver Fig. 4.16). En lado húmedo se optó por un tiempo de equilibrado de 90 min.

Un aspecto notable son los bajos grados de saturación alcanzados después de la compactación a bajos valores de succión muy próximos a la condición óptima. Este hecho se asocia con la dificultad de expulsar el aire, a pesar del doble drenaje en ambos extremos de la muestra durante la carga (Fig. 4.13b y 4.14b). En las muestras compactadas del lado húmedo se generan presiones en los poros del suelo durante el proceso de compactación pudiendo disipar una parte. A medida que la humedad de compactación es mayor, el incremento de presión en el aire y agua en los poros es mayor y la salida del aire del interior de la muestra se hace más difícil lo que conduce a muestras con densidades menores. Si la carga isótropa en el triaxial se mantiene durante 24 horas, se disipa totalmente el exceso de presión generada en los poros y la densidad y humedad final obtenida se acerca a los óptimos de las curvas de compactación (ver Fig. 4.16).

En la Fig. 4.15 se presentan las curvas de compactación y los contornos de igual succión. Estos contornos son el resultado de la interpolación de diferentes datos (alrededor de 500 resultados) obtenidos al variar contenidos de agua y densidad seca, siguiendo el procedimiento de compactación previamente descrito. La succión total fue medida después de la compactación, usando un psicrómetro de transistor (Woodburn *et al.,* 1993). Por otro lado, se realizaron repetidas medidas en el rango de baja succión (valores menores de 200 kPa), donde el psicrómetro no presenta una buena repetibilidad. No hay importantes cambios en contenidos de agua a valores de succión mayores de 2 MPa.

Tabla 4.9 Parámetros obtenidos de las curvas de compactación estática en condiciones isótropas: Tensión controlada.

σ_m - u_a MPa	w_{op} (%)	ρ_{dmax} (g/cm^3)	Sr (%)	Succión total (Ψ) MPa
0.3	15.5	1.67	68	≈ 0.2
0.6	13.8	1.74	67	≈ 0.2
1.2	12.7	1.82	70	≈ 0.1

σ_m - u_a: presión estática isótropa de compactación.

El procedimiento de compactación estática en condiciones isótropas, descrito en los párrafos anteriores, nos permite la definición clara de las tensiones aplicadas durante el proceso de compactación. En el caso de suelos compactados del lado seco, la compactación puede considerarse como realizada en condiciones drenadas y se puede conocer exactamente el valor de las presiones aplicadas sobre el esqueleto del suelo durante proceso de compactación. En el caso de suelos compactados del lado húmedo del óptimo, dado el tamaño de las muestras y el tiempo de aplicación de la carga, el proceso de compactación puede considerarse como parcialmente drenado y la definición de las cargas aplicadas de forma efectiva sobre el esqueleto del suelo es más compleja.

4.3.2 Técnica de preparación de las muestras usadas en los diferentes ensayos

En este apartado se relata el proceso de preparación de las muestras. Todas las probetas fueron fabricadas siguiendo el procedimiento de compactación estática en condiciones isótropas (tensión controlada) siguiendo el procedimiento de compactación descrito previamente (Fig. 4.15).

Para el programa de ensayos realizado en la *célula triaxial automática GDS* (sección 3.4) y *la célula triaxial con control de succión* (sección 3.7), la geometría inicial de las probetas a compactar fue de 50 mm de diámetro y 100 de altura. En la Fig. 4.17b, se muestra el molde cilíndrico utilizado (ϕ = 50 mm y h =100 mm). Las probetas a ensayar se obtuvieron mediante tallado de la zona central de la probeta compactada, cuyas dimensiones finales fueron de 38 mm de diámetro y 76 mm de altura. En la Fig. 4.18 se muestra un esquema del procedimiento seguido.

En los ensayos realizados en la *nueva célula edométrica con control de succión* (sección 3.5), el molde cilíndrico utilizado fue de 70 mm de diámetro y 40 mm de altura (Fig. 4.17c). Para la realización de estos ensayos se utilizaron pastillas de suelo de 50 mm de diámetro y 20 mm de

altura, labradas con un anillo cortador (ϕ=50 mm, h=20 mm) (Fig. A.3, Anexo A) de la zona central de la probeta cilíndrica (70 mm de diámetro y 40 mm de altura) (Fig. A.1, Anexo A), obtenida tras la compactación isótropa, siguiendo el mismo esquema de obtención de probetas de la Fig. 4.18. En el Anexo A se presentan los pasos previos, montaje y el desarrollo del ensayo.

En el caso de los ensayos realizados en los equipos *edométricos convencionales* y en la *mini – célula isótropa rígida* (sección 3.6), se empleó el mismo molde cilíndrico utilizado en la obtención de las curvas de compactación estática en condiciones isótropas (ϕ = 35 mm y h =76 mm) (Fig. 4.17a). Para los ensayos realizados en los edómetros convencionales se obtuvieron mediante tallado probetas de 30 mm de diámetro por 15 mm de altura y para los ensayos realizados en la mini-célula isótropa rígida, se obtuvieron probetas por tallado de 20 mm en diámetro por 20 mm de altura. En el Anexo B, se describe a detalle la mini–célula isótropa rígida, así como los pasos previos al montaje y desarrollo del ensayo.

Con la expresión siguiente se determina el grado de saturación inicial de las muestras:

$$Sr_0 = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} w_0}{\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1} \tag{4.5}$$

El índice de vacíos inicial del suelo e_0 se determina con siguiente expresión:

$$e_0 = \frac{w_0 \, \gamma_s}{Sr_0 \, \gamma_w} \tag{4.6}$$

Para cada probeta fabricada se obtiene un punto de la curva de compactación en el plano Proctor, caracterizado por la humedad (w_0), densidad seca (ρ_d) o el índice de vacíos (e_0), grado de saturación (Sr_0) y la succión total (Ψ_0) que representan las condiciones iniciales de la muestra a ensayar.

4.3.3 Análisis de las curvas succión – grado de saturación y succión – humedad de compactación. Curva de retención

4.3.3.1 Introducción

Las relaciones succión–humedad (o succión–grado de saturación) desempeñan un importante papel en la caracterización del suelo parcialmente saturado. La representación gráfica de esta relación se denomina *curva característica*, *curva de succión* o *curva de retención*. Sus valores corresponden a un suelo determinado, con una densidad también determinada. La naturaleza de esta relación está directamente asociada con la composición granulométrica, mineralógica y estructura del suelo. De una forma general la geometría de los poros, la magnitud y la composición mineralógica de la fracción fina son determinantes en la posición relativa, forma y pendiente de la curva característica. El contenido de agua en el suelo bajo pequeños valores de succión dependen primordialmente del efecto capilar y de la distribución de los poros, y por lo tanto de su estructura. Por otra parte para altos rangos de succión, cuando el agua retenida debe estar prácticamente adsorbida a las partículas, la importancia de la textura y de la superficie específica del material es superior a la de la estructura. Esto explica el hecho de que, para una succión determinada los valores del contenido de humedad en arcillas es superior a la de los limos y arenas (Hillel, 1971).

La curva característica de un suelo no es biunívoca, debido al fenómeno de histéresis. Ello origina que la curva obtenida para un suelo durante la fase de secado difiera de la correspondiente a la fase de humedecimiento, existiendo diferentes valores de contenidos de humedad para un determinado valor de succión. Se habla por ello de tramos de humedecimiento y secado.

Van Genuchten (1978, 1980) propuso un modelo para relacionar la succión y el contenido de humedad. Esta expresión que caracteriza el grado de saturación (Sr) o contenido de agua normalizado en función de la succión se expresa de la siguiente manera:

$$\mathrm{Sr} = \frac{w}{w_{sat}} = \left(\frac{1}{1 + (\alpha\, s)^n} \right)^m \tag{4.7}$$

Donde los parámetros α (relacionado con la entrada de aire en el suelo), n (relacionado con la pendiente del punto de inflexión) y m (relacionado con el contenido de agua residual) son constantes empíricas. El parámetro m se relaciona con n de la siguiente forma: $m = 1 - (1/n)$. En la anterior expresión w representa el contenido de humedad en el suelo y w_{sat} el contenido de humedad en saturación.

4.3.3.2 Curva de retención

Con los valores obtenidos de la succión total (Ψ) de las muestras compactadas en condiciones isótropas (sección 4.3.1.1) determinada con la técnica psicrométrica, se han dibujado las curvas de succión–humedad de compactación (*s, w*) y succión–grado de saturación (*s, Sr*). Las curvas de retención se obtuvieron a índices de poros constante. En la Fig. 4.19 se muestra que para humedades de compactación crecientes la succión disminuye. Por otro lado, en la Fig. 4.20 se observa cómo la succión en el suelo disminuye al crecer el grado de saturación del mismo. Valores altos de succión son principalmente controlados por los poros intra–agregados. Bajo esta condición un cambio en la densidad del suelo básicamente se ve reflejado en un cambio en los vacíos de los macroporos, la cual tiene una pequeña influencia sobre la succión del suelo (Romero, 1999). La humedad correspondiente a los poros intra–agregados puede estimarse en el orden del 6 %, lo que implica que el volumen de poros intra–agregados es el 44 %, 35 % y 27 % del volumen total de poros para densidades del 1.77, 1.65 y 1.45 g/cm^3 respectivamente. Estos valores se han determinado considerando el máximo contenido de agua reportado por las curvas de retención.

En la Fig. 4.21 se muestran los valores experimentales y valores teóricos usando la relación de Van Genuchten (1980), ecuación (4.7). Los parámetros de la curva de Van Genuchten que mejor se adaptan a los datos experimentales obtenidos, se muestran en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10 Parámetros de la curva de retención. Van Genuchten (1980).

e	ρ_d (g/cm^3)	α (MPa^{-1})	m	n
0.87	1.45	15.25	0.27	1.38
0.75	1.55	15.95	0.25	1.34
0.64	1.65	17.60	0.23	1.30
0.55	1.75	23.80	0.20	1.24
0.53	1.77	27.8	0.19	1.23

4.4 Ensayos previos de comportamiento deformacional

4.4.1 Ensayos de colapso

4.4.1.1 Ensayos de colapso. Edómetro convencional

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser de colapso o de hinchamiento. El fenómeno de colapso ha sido comentado en apartados anteriores (ver sección 2.2.6.1).

El desarrollo de este programa de ensayos tiene por objeto obtener datos complementarios sobre tiempo–deformación y carga–deformación de un espécimen compactado en condiciones isótropas. Con ello se pretende evaluar la colapsabilidad del material artificialmente preparado.

En una primera fase se realizó un programa de ensayos para determinar, bajo diferentes cargas verticales, la deformación de colapso por inundación del suelo en muestras fabricadas a diferentes condiciones de humedad y densidad. El procedimiento de compactación que se siguió es el indicado en el apartado anterior (sección 4.3.1). Para los ensayos se emplearon probetas de suelo de 30 mm de diámetro y 15 mm de altura, extraídas de la zona central de la probeta cilíndrica (ϕ=35 mm, h=70 mm) obtenida tras la compactación estática en la cámara triaxial convencional (referirse al apartado 4.3.2).

Los ensayos para obtener la deformación de colapso se ejecutaron en edómetros convencionales (descritos en la sección 3.5.1) aplicando una carga vertical (σ_v). Una vez estabilizada la deformación por la carga vertical, se saturó la muestra mediante inundación a carga constante. En la Tabla 4.11 y en la Fig. 22a se presentan las condiciones iniciales y las cargas verticales aplicadas en cada uno de los ensayos realizados. En la Fig. 4.23 se muestra una trayectoria de tensiones seguida para el ensayo B1 de colapso. Los resultados obtenidos de los ensayos de colapso se resumen en la Tabla 4.12.

En los resultados de los ensayos de colapso (Fig. 4.24) se puede ver que los suelos con una humedad de compactación inicial baja presentan la mayor deformación de colapso y conforme dicha humedad aumenta esta deformación disminuye hasta valores casi nulos para humedades próximas al óptimo de compactación.

Tabla 4.11 Ensayos de colapso bajo inundación y condiciones iniciales.

Grupo	w_0 %	ρ_{d0} g/cm^3	$\sigma_m - u_a$ MPa	ψ MPa	σ_v MPa
A1	11.0	1.52	0.3	1.00	0.6
A2	11.0	1.49	0.3	0.95	1.2
A3	14.5	1.64	0.3	0.37	0.6
A4	14.5	1.64	0.3	0.38	1.2
B1	11.0	1.65	0.6	0.8	0.6
B2	11.0	1.63	0.6	0.85	2.4
B3	11.0	1.67	0.6	0.75	1.2
C1	8.0	1.66	1.2	1.90	1.2
C2	8.0	1.66	1.2	1.80	2.4
C3	11.0	1.76	1.2	0.58	2.4
C4	11.0	1.74	1.2	0.70	1.2

Nota: w_0: humedad inicial; ρ_{d0}: densidad seca inicial; σ_m-u_a: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; Ψ: succión total inicial (técnica psicrométrica); σ_v= presión vertical durante la inundación.

Por otra parte, se observa una reducción de la deformación de colapso a medida que aumenta la magnitud de la carga vertical aplicada sobre el suelo. Esta tendencia se debe a que al aplicar cargas grandes la reducción del volumen de poros consiguiente se traduce en la creación de una estructura más densa, que dificulta el desarrollo de las deformaciones de colapso. Así mismo, durante el proceso de carga a humedad constante, el valor de la succión del suelo puede disminuir y reducir el valor de las deformaciones debido a los cambios de succión. El papel de la densidad seca en el momento del inicio de la saturación (ρ_{d1}) se muestra claramente en la Fig. 4.25, donde puede observarse que los suelos con una densidad seca baja son los más propensos al colapso.

Tabla 4.12 Resultados de los ensayos de colapso bajo inundación a carga constante.

Grupo	$\sigma_m - u_a$ MPa	σ_v MPa	ρ_{d1} g/cm^3	e_1	Sr_1 %	$\varepsilon_{colapso}$
A1	0.3	0.6	1.73	0.61	47	0.09
A2	0.3	1.2	1.78	0.53	57	0.06
A3	0.3	0.6	1.77	0.52	80	0.00
A4	0.3	1.2	1.96	0.38	100	0.00
B1	0.6	0.6	1.75	0.55	53	0.075
B2	0.6	2.4	1.98	0.36	80	0.02
B3	0.6	1.2	1.87	0.45	66	0.05
C1	1.2	1.2	1.80	0.50	43	0.11
C2	1.2	2.4	1.91	0.42	53	0.075
C3	1.2	2.4	1.99	0.38	78	0.02
C4	1.2	1.2	1.90	0.46	71	0.04

Nota: $\sigma_m - u_a$: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; σ_v: presión vertical durante la saturación; ρ_{d1}: densidad seca antes de la saturación y con la presión vertical aplicada; e_1: índice de poros con una densidad ρ_{d1}; Sr_1: grado de saturación antes de la saturación; $\varepsilon_{colapso}$: deformación unitaria de colapso.

En la Fig. 4.26 se presenta la influencia de la succión inicial en el fenómeno de colapso, donde puede observarse cómo el colapso es mayor para el suelo con mayor succión inicial.

4.4.1.2 Ensayos de colapso. Célula edométrica con control de succión

En una segunda fase de ensayos de colapso, éstos se realizaron en una célula edométrica nueva con control de succión (las principales características de la célula edométrica se describen en la sección 3.5.2, Fig. 3.10). Se analizaron dos tipos de ensayos: **A**) ensayos de colapso controlando la reducción de la succión matricial ($u_a - u_w$) hasta la saturación total de la muestra, y **B**) ensayos de colapso con intrusión de agua a presión atmosférica, ambos ensayos bajo carga constante.

El procedimiento de compactación es el indicado en el apartado anterior 4.3.1. Para los ensayos se utilizaron pastillas de suelo de 50 mm de diámetro y 20 mm de altura, extraídas de la zona central de una probeta cilíndrica (ϕ= 70 mm, h= 40 mm) obtenida tras la compactación isótropa. En los ensayos de colapso con control de succión, la carga se aplicó por etapas. Cada etapa de carga se mantuvo hasta alcanzar la deformación vertical un equilibrio (como mínimo dos días) bajo succión matricial constante ($u_a - u_w$). En la Fig. 4.27 se muestra la deformación vertical durante el proceso de carga. En la trayectoria de humedecimiento se aplicó la técnica de traslación de ejes manteniendo la presión de aire constante y controlando la presión de agua hasta alcanzar una diferencia igual a la succión deseada (u_a-u_w) bajo una presión neta vertical constante (σ_v-u_a). En la Fig. 4.28 se observa la evolución de la deformación de colapso durante el humedecimiento, así como los cambios en contenidos de agua (w%) y grados de saturación (Sr). En la Fig. 4.29 se muestra la evolución temporal de la entrada de agua y la deformación de colapso en cada cambio de succión. En la última etapa, la presión de agua se incrementa por encima de la presión de aire (u_a-u_w) = - 0.01 MPa para lograr la saturación total de la muestra. Un medidor de cambio de volumen conectado en la base del equipo (número 3 de la Fig. 3.10) (agua a presión que entra en la muestra) y un segundo medidor de cambio de volumen conectado en la parte superior del edómetro (número 14, Fig. 3.10) (agua que sale de la muestra), nos permiten confirmar la saturación de la muestra, así como determinar la permeabilidad de la misma al agua (k_w). En la Fig. 4.30 se muestra la variación del cambio de volumen de agua (que entra y sale de la muestra) en un tiempo determinado en ambos medidores, así como el equilibrio de la deformación volumétrica en la etapa de saturación en un lapso de tiempo de aproximadamente 4.5 días. En al Fig. 4.31 se muestran los diferentes valores obtenidos

de permeabilidad al agua (k_w). En el Anexo A, se describen los pasos previos y la metodología de los ensayos.

En los ensayos de colapso del grupo B, la inundación se hace por intrusión de agua a presión atmosférica hasta la saturación de la muestra. Se ejecutaron en el mismo equipo edométrico, donde se aplicó en una sola etapa la carga vertical (σ_v) a humedad constante. Una vez estabilizada la deformación del suelo, se comenzó la saturación mediante agua a presión atmosférica. En la Tabla 4.13 y en la Fig. 4.22b se presentan las condiciones iniciales de los ensayos realizados. En la Fig. 4.34 se presentan la trayectoria de tensiones seguida para ambos ensayos de colapso (grupo A y B). Los resultados obtenidos, tanto los ensayos de colapso con control de succión como de intrusión de agua a presión atmosférica se resumen en la Tabla 4.14. En la misma tabla se presentan las deformaciones volumétrica debido al proceso de carga (ε_{vc}) en cada ensayo. Se puede observar que la deformación debido a la carga es mayor para los ensayos del grupo B, donde la carga se aplicó en una sola etapa a humedad constante. Esta mayor deformación en el proceso de carga reduce la colapsabilidad posterior (ε_{vcol} menores). Por otro lado, los valores alcanzados en la deformación vertical total ($\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vcol}$), tanto en los ensayos del grupo A como los del grupo B, presentan valores muy similares (Tabla 4.14 y Fig. 4.32).

Tabla 4.13 Condiciones iniciales de los ensayos de colapso. Grupo A: a succión controlada, y Grupo B: intrusión de agua a presión atmosférica.

Ensayo	w_0 %	ρ_{d0} g/cm^3	e_0	Sr_0 (%)	Ψ MPa	$\sigma_m - u_a$ MPa
Grupo A*:						
A1a	11	1.64	0.653	46	0.8	0.6
A1b	11	1.65	0.640	46	0.8	0.6
A2	8	1.55	0.753	29	2.1	0.6
A3	11	1.52	0.789	38	0.9	0.3
A4	12.5	1.69	0.601	56	0.5	0.6
Grupo B*:						
B1a	11	1.65	0.642	46	0.8	0.6
B1b	11	1.65	0.645	46	0.8	0.6
B2	8	1.55	0.750	29	2.1	0.6
B3	11	1.52	0.787	38	0.9	0.3
B4	12.5	1.69	0.604	55	0.5	0.6

Nota: w_0: humedad inicial; ρ_{d0}: densidad seca inicial; $\sigma_m - u_a$: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; Ψ: succión total inicial (técnica psicrométrica); Sr_0: grado de saturación inicial; e_0: índice de poros inicial; * : A= control de succión matricial; B= intrusión de agua a presión atmosférica.

En los ensayos de colapso con intrusión de agua a presión atmosférica, el cambio de succión se ha evaluado a partir de los datos obtenidos de los ensayos con control de succión, tomando como base que durante la etapa de carga la humedad se mantiene constante. Para determinar la evolución de la succión durante la etapa de carga, se tomaron datos experimentales del proceso de carga (*e* : σ_v, *Sr* : σ_v) y de la trayectoria de humedecimiento (*e : s, Sr : s*) obteniendo las siguientes funciones:

$$e = f(\sigma, s)\ ; \ \ Sr = g(\sigma, s)$$

$$e = e_0 + a_1 \ln(\sigma) + b_1 \ln(s) + c_1 \ln(\sigma) \ln(s)$$

$$Sr = Sr_0 + a_2 \ln(\sigma) + b_2 \ln(s) + c_2 \ln(\sigma) \ln(s) \qquad (4.8)$$

Considerando que la humedad es constante:

$$dw = de\,Sr + e\,dSr = 0 \qquad (4.9)$$

se obtiene

$$Sr\left[\frac{\partial e}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial e}{\partial s} ds\right] + e\left[\frac{\partial Sr}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial Sr}{\partial s} ds\right] = 0$$

$$ds = -\frac{e\dfrac{\partial Sr}{\partial \sigma} + Sr\dfrac{\partial e}{\partial \sigma}}{e\dfrac{\partial Sr}{\partial s} + Sr\dfrac{\partial e}{\partial s}}\ d\sigma \qquad (4.10)$$

donde σ es la tensión vertical neta (σ_v-u_a); *s* la succión matricial (u_a-u_w); *e* el índice de poros y *Sr* el grado de saturación. Finalmente la relación entre la succión y la carga se obtiene integrando la ecuación (4.10).

En la Fig. 4.33 se muestra la comparación entre los datos del ensayo A1a y los obtenidos con la integración de la ecuación (4.10), en la evolución de la succión y del índice de poros durante la etapa de carga vertical. En la Fig. 4.34 se observa el efecto de la reducción de la succión en la etapa de carga en los ensayos del grupo B, generando deformaciones de colapso menores que en los ensayos con control de succión.

Por otro lado, en los ensayos de colapso con control de succión (grupo A), en la Fig. 4.29 y 4.34 se observa que la deformación de colapso (ε_{vcol}) en las primeras etapas es poco importante, mientras que la ε_{vcol} en el cambio de succión de las dos últimas etapas (0.05 y 0.01 MPa) representan aproximadamente el 80% de la deformación volumétrica del colapso total. Esto se atribuye a una mayor reordenación de la estructura del suelo en las dos últimas etapas, debida a una mayor entrada de agua.

Tabla 4.14 Resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de colapso, realizados en la nueva célula edométrica con control de succión.

Ensayo	σ_m-u_a MPa	σ_v -u_a MPa	σ_v MPa	e_1	ρ_{d1} g/cm^3	ε_{vc} (%)	ε_{vcol} (%)	ε_v (%)
Gpo. A:								
A1a	0.6	0.6		0.55	1.75	4.0	7.0	11.0
A1b	0.6	1.2		0.57	1.72	5.6	6.3	11.9
A2	0.6	0.6		0.66	1.63	5.1	10.4	15.5
A3	0.3	0.3		0.74	1.56	2.7	11.9	14.6
A4	0.6	0.6		0.52	1.78	4.8	4.5	9.3
Gpo B:								
B1a	0.6		0.6		1.76	6.2	6.5	12.7
B1b	0.6		1.2		1.79	8.2	4.3	12.5
B2	0.6		0.6		1.64	5.6	11.4	17.0
B3	0.3		0.3		1.60	5.0	10.2	15.2
B4	0.6		0.6		1.81	6.7	2.5	9.2

Nota: $\sigma_m - u_a$: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; σ_v: presión vertical durante la saturación; $\sigma_v - u_a$: presión vertical neta durante la etapa de mojado; ρ_{d1}: densidad seca antes de la saturación y con la presión vertical aplicada; e_1: índice de poros con una densidad ρ_{d1}; ε_{vc}: deformación volumétrica vertical durante el proceso de carga; ε_{vcol}: deformación volumétrica vertical de colapso; $\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vcol}$.

En la Fig. 4.28 se muestra el comportamiento del contenido de agua (w%), grado de saturación (Sr), deformación de colapso (ε_{vcol}), en cada una de las etapas de la reducción de la succión antes de la saturación total en el ensayo A1a. En las dos últimas etapas del cambio de succión (0.05 y 0.01 MPa), se presenta una mayor entrada de agua al suelo, ocupando los espacios intergranulares (macroporosidad), generando una reorganización importante de la estructura y causando la mayor deformación volumétrica de colapso. En la Fig. 4.29, del ensayo con intrusión de agua a presión atmosférica (B1a), se observa que toda la deformación de colapso se experimenta al inicio de la intrusión del agua. El ensayo con control de succión (A1a) y en el mismo intervalo de tiempo, prácticamente la deformación de colapso es nula.

En la Fig. 4.35, se presentan los resultados de los ensayos de colapso con control y sin control de la succión matricial, donde se observa que los suelos con una humedad de compactación inicial (w_0) baja presentan la mayor deformación de colapso. Igualmente se observa la reducción de la deformación de colapso (ε_{vcol}) a medida que aumenta la magnitud de la carga vertical neta aplicada sobre el suelo. Por otro lado, los suelos con una densidad seca al inicio de la saturación (ρ_{d1}) baja, son los más propensos al colapso.

4.4.2 Ensayos de compresión isótropa en suelos saturados

En una tercera fase de ensayos previos se realizó un programa de ensayos de compresión isótropa en muestras saturadas, que nos permitirán extraer pautas de comportamientos mecánicos en condiciones saturadas. Otro objetivo específico de este programa de ensayos fue la determinación de los parámetros del modelo elastoplástico para suelos no saturados desarrollado por Alonso *et al.* (1990).

Las muestras se fabricaron mediante compactación estática en un molde cilíndrico con un diámetro de 50 mm y 100 mm de altura con una densidad seca muy baja (1.2 g/cm^3). Posteriormente, se realizó la compactación estática en una cámara triaxial convencional aplicando una presión isótropa. Después de ser compactadas se obtuvieron las probetas con un diámetro de 35 mm y una altura de 70 mm mediante corte, (la técnica de compactación y preparación de las muestras seguida se indica en la sección 4.3.2). En la Tabla 4.15 y en la Fig. 4.22c se presentan las condiciones iniciales de cada uno de los ensayos realizados.

Tabla 4.15 Ensayos de compresión isótropa en muestras saturadas y sus condiciones iniciales.

Ensayo	$\sigma_m - u_a$ MPa	w_0 %	ρ_{d0} g /cm^3	e_0	Sr_0 %	Ψ MPa
1	0.6	11 ± 0.2	1.65	0.645	46	0.8
2	0.6	8 ± 0.2	1.55	0.744	29	2.1
3	0.3	11 ± 0.2	1.54	0.754	40	0.9
4	0.6	12.5 ± 0.2	1.68	0.613	54	0.5
5	1.2	11 ± 0.2	1.75	0.547	54	0.6

Nota: w_0: humedad inicial; ρ_{d0}: densidad seca inicial; σ_m-u_a: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; Ψ: succión total inicial (técnica psicrométrica); e_0: índice de poros inicial.

Finalmente, se colocaron las probetas en la cámara triaxial convencional donde se saturaron mediante un flujo de agua bajo una tensión efectiva de 0.01 MPa. Durante este proceso de saturación, dado que la carga es muy baja las deformaciones fueron muy pequeñas. Posteriormente se continuó con incrementos de la tensión efectiva mediante escalones hasta alcanzar un valor máximo de 1.3 MPa. En cada escalón de incremento de carga se midió la evolución del cambio de volumen del suelo controlando el volumen de agua que salía de la muestra (deformación volumétrica total). En la Fig. 4.37 se presenta la evolución temporal de la deformación volumétrica (ε_v) causada por los incrementos de la tensión efectiva (σ_m-u_w), donde cada etapa de carga efectiva

(0.01, 0.03, 0.06, 0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2 y 1.3 MPa) se mantuvo aproximadamente por dos días. En la Fig. 4.23 se describe la trayectoria de tensiones seguida en estos ensayos.

En la Fig. 4.36 se muestran la relación entre el índice de poros y la tensión efectiva de confinamiento obtenida en los ensayos saturados de compresión isótropa, según las condiciones iniciales indicadas en la Tabla 4.15. La tensión de preconsolidación en estado saturado (p_0^*) se obtuvo de la zona cercana al quiebro o transición de la curva de recompresión a la virgen (Fig. 4.38). Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 Parámetros obtenidos de los ensayos de carga isótropa.

Ensayo	$\sigma_m - u_a$ MPa	m_v cm^2/kg	c_v cm^2/min	κ	$\lambda(0)$	p_0^* MPa
1	0.6	1.10	0.014	0.0110	0.0730	0.071
2	0.6	1.16	0.0154	0.0116	0.0735	0.038
3	0.3	1.09	0.0221	0.0115	0.0753	0.039
4	0.6	1.04	0.0079	0.0114	0.0734	0.124
5	1.2	0.67	0.0036	0.0107	0.0700	0.256

Nota: m_v: coeficiente de variación volumétrica; c_v: coeficiente de consolidación; κ: pendiente del tramo de descarga; $\lambda(0)$: pendiente de la curva e-ln (σ_m-u_w) en el tramo virgen; σ_m-u_a: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas.

Los parámetros del modelo elastoplástico (Alonso *et al.* 1990) $\lambda(0)$ y κ se escogieron a partir de la deformabilidad en carga y descarga medida en los ensayos de compresión isótropa (Fig. 4.36). En los mismos ensayos se midió el valor de p_0^*. Dado que la compactación ha sido isótropa y la succión se ha medido tras el proceso de compactación, las condiciones iniciales p_0 y s_0 en el modelo son conocidas. Usando conjuntamente los valores de p_0 y p_0^*, de cada ensayo y la magnitud de los colapsos medidos en los ensayos edométricos, se puede definir la forma genérica de la curva LC (ec. 4.12), lo que proporciona los valores de r, β y p^c (ec. 4.11).

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta s)+r] \quad (4.11)$$

$$\text{LC:} \quad \left(\frac{p_0(s)}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \quad (4.12)$$

En la Tabla 4.17 se recogen los valores de los distintos parámetros del modelo que se han utilizado en la simulación numérica de los resultados experimentales de los ensayos 1 y 5 (Alonso *et al.*, 1990). En la Fig. 4.39a se muestra la forma adoptada de la superficie de fluencia tras la compactación isótropa (LC inicial) y su desplazamiento debido al incremento de la tensión (LC final) de los ensayos 1 y 5.

Tabla 4.17 Parámetros del modelo utilizados para el análisis de los ensayos saturados y de colapso.

λ (0)	κ	β (1/MPa)	r	p^c (kPa)
0.073	0.011	3	0.8	2

Usando los parámetros de la Tabla 4.17 también se han reproducido con el modelo BBM los ensayos de colapso bajo inundación a carga constante. En la sección anterior (4.4.1.1) se describen los ensayos de colapso y las trayectorias seguidas. En la Tabla 4.11 y en la Fig. 4.22a del plano Proctor se presentan las condiciones iniciales de las muestras. Hay que tener presente que el modelo está formulado en términos de tensión media (p) y en los ensayos de colapso se ha utilizado carga vertical (σ_v).

En la Fig. 4.39b se presentan las curvas experimentales en el espacio $p : e$ comparadas con las curvas obtenidas por el modelo. Las muestras corresponden a los ensayos de compresión isótropa 1 y 5, en los que el suelo es sometido a una carga de 1.3 MPa. Se observa que la predicción realizada se ajusta razonablemente bien a los ensayos experimentales obtenidos.

En la Fig. 4.39c se presentan en el plano $e : \sigma_v$ dos ejemplos correspondientes a los ensayos de colapso bajo inundación a carga constante B1 y C4 comparados con las curvas obtenidas por el modelo. Como se puede comprobar en esta figura, existe una buena correspondencia entre cada uno de los resultados experimentales obtenidos y las predicciones realizadas de la deformación de colapso.

Como se ha mencionado anteriormente, con los parámetros iniciales p_0 y s_0 y utilizando la expresión (2.30) es posible determinar el valor de la presión de preconsolidación equivalente en condiciones de saturación (p_0^*) asociada a cada estado inicial (tras el proceso de compactación). En la Tabla 4.11 se recogen los valores de las condiciones iniciales utilizadas para la modelación de los ensayos de colapso. Utilizando estas condiciones iniciales y reproduciendo la trayectoria de carga a

humedad constante y de saturación a carga vertical constante se han obtenido los valores de las deformaciones de colapso indicadas en la Fig. 4.39d. En la misma figura se puede constatar cómo los valores del colapso que se han calculado se corresponden, en general, con los valores medidos.

4.5 Ensayos previos de comportamiento de rotura en suelos saturados

4.5.1 Trayectorias tensionales y programa de ensayos triaxiales en muestras saturadas

En esta sección se describen las trayectorias realizadas en los ensayos triaxiales de compresión bajo condiciones drenadas en muestras saturadas, utilizando la célula Triaxial GDS Instrument Ltd. descrita en la sección 3.4. La realización de estos ensayos nos permitió extraer pautas de comportamiento mecánico en condiciones saturadas, con la finalidad de validar la bondad de las hipótesis empleadas en el modelo conceptual constitutivo. El objetivo específico de este programa de ensayos fue la determinación de la forma de la superficie de fluencia de este material utilizando datos de consolidación y de la etapa de rotura, además de evaluar los parámetros intrínsecos de resistencia de las muestras.

El programa consistió de diez ensayos triaxiales en muestras saturadas identificados con las letras CD, mientras que los números hacen referencia de forma general a la descripción del ensayo. Las centenas indican el punto de tensión del estado inicial de la muestra a ensayar y la unidad nos indica la trayectoria realizada en el ensayo (Fig. 4.40). En la Tabla 4.19 se resumen los detalles del programa experimental en los que se invirtió un periodo de tiempo de aproximadamente de 90 días de trabajo. En la sección 4.3.2, se menciona la técnica de fabricación de la probetas cilíndricas (ϕ = 38 mm, h = 76 mm) empleadas. En la Tabla 4.18 se indican los valores del estado inicial de las muestras y en la Fig. 4.40 se presentan en el plano Proctor (w %, ρ_{d0}).

Se realizaron 4 trayectorias diferentes en las muestras con un estado inicial de $\rho_{d0} \approx 1.65$ g/cm^3 y un contenido de agua de 11.0 ± 0.02 % (punto de tensión CD-100, Fig. 4.40). En el resto de las muestras cuyas condiciones iniciales se muestran en los puntos de tensión CD – 200, 300 y 400 (Fig. 4.40) se realizaron dos trayectorias diferentes.

Las muestras fueron saturadas mediante un flujo de agua desairada y desmineralizada bajo una tensión efectiva de confinamiento de 0.01 MPa. El proceso de saturación comenzó con una presión de cámara de 0.02 MPa y una presión de agua intersticial por debajo de la muestra de 0.01 MPa,

dejando una línea de drenaje por encima de la muestra a presión atmosférica. Esta etapa de saturación se muestra en la Fig. 4.41. Durante el proceso de saturación (aproximadamente 4 días), la presión de cámara se mantuvo constante a 0.02 MPa, monitoreando el agua que entraba en la muestra. Una vez saturada la muestra se realizaron las siguientes trayectorias.

Tabla 4.18 Estado inicial de las muestras. Ensayos triaxiales en muestras saturadas (célula triaxial estándar, GDS).

Ensayo	w_0 %	ρ_{d0} g/cm^3	e_0	Sr_0 (%)	ψ MPa	$\sigma_m - u_a$ MPa	p_0^* MPa
CD – 101	11±0.2	1.67	0.627	47.5	0.80	0.60	0.07
CD – 102	11±0.2	1.66	0.629	47.0	0.80	0.60	0.07
CD – 103	11±0.2	1.66	0.633	47.0	0.80	0.60	0.07
CD – 104	11±0.2	1.66	0.627	47.5	0.80	0.60	0.07
CD – 201	8±0.2	1.54	0.764	28.0	2.10	0.60	0.038
CD – 202	8±0.2	1.53	0.767	28.0.	2.10	0.60	0.038
CD – 301	11±0.2	1.53	0.767	39.0	0.90	0.30	0.039
CD – 302	11±0.2	1.53	0.764	39.0	0.90	0.30	0.039
CD – 401	12.5±0.2	1.71	0.588	57.5	0.50	0.60	0.124
CD – 402	12.5±0.2	1.71	0.585	58.0	0.50	0.60	0.124

$\sigma_m - u_a$: tensión media de compactación estática en condiciones isótropas; ψ: succión total inicial (técnica psicrométrica); p_0^*: tensión de preconsolidación en condiciones saturadas

trayectoria 1: se comenzó con una presión de confinamiento de 110 kPa y una presión intersticial de agua de 100 kPa. Las muestras se consolidaron ejecutando una rampa de incrementos de presiones bajo una condición de $K_0 = \sigma'_3 / \sigma'_1 = 0.5$ hasta alcanzar la tensión media máxima especificada (referirse a la Tabla 4.19 y punto de tensión B de la Fig. 4.42). La rotura drenada se impuso en una trayectoria de compresión. Las etapas de consolidación y rotura se realizaron lo suficientemente lentas como para garantizar excesos de presión intersticial de agua (u_w) menores de 10 kPa. En la Figura 4.42 se muestra la Trayectoria 1 en el plano ($p' = \sigma_m - u_w$, q).

Trayectoria 2: en esta trayectoria se comenzó con una presión de confinamiento de 110 kPa y una presión intersticial de agua de 100 kPa. Seguidamente bajo estas presiones, se comenzó con la rotura drenada en una trayectoria de compresión con control de exceso de presión de poros. En la Fig. 4.43 se muestra la Trayectoria 2 en el plano (p´, q).

Tabla 4.19 Programa experimental de ensayos triaxiales en muestras saturadas.

Ensayo	Descripción (etapa de consolidación)	Rotura, q_{max} (MPa) comp. triaxial, ($\Delta q/\Delta p'$ =3)	Tiempo (días)
CD – 101*	$K_0 \approx 0.5$, p'_{max}=0.864 MPa	0.86 MPa	12
CD – 201	$K_0 \approx 0.5$, p'_{max}=0.872 MPa	1.21 MPa	9.0
CD – 301	$K_0 \approx 0.5$, p'_{max}=0.653 MPa	0.68 MPa	8.3
CD – 401	$K_0 \approx 0.5$, p'_{max}=0.921 MPa	1.11 MPa	8.2
CD – 102	p'_{max}=0.01 MPa, q=0 MPa	0.045 MPa	5.5
CD – 202	p'_{max}=0.01 MPa, q=0 MPa	0.041 MPa	5.3
CD – 302	p'_{max}=0.01 MPa, q=0 MPa	0.042 MPa	6.0
CD – 402	p'_{max}=0.01 MPa, q=0 MPa	0.054 MPa	6.0
CD – 103	p'_{max}=0.6 MPa, q=0 MPa	1.20 MPa	14.8
CD – 104	p'_{max}=1.20 MPa, q=0 MPa p'_{min}=0.10 MPa, q=0 MPa	0.277 MPa	12.6

* las centenas indican el punto de tensión del estado inicial (Fig. 4.40), la unidad indica la trayectoria realizada.

Trayectoria 3: se comenzó con una presión efectiva de 10 kPa. Posteriormente, la muestra fue sometida a una compresión isótropa en rampa hasta una presión efectiva de (σ_m - u_w) = 0.6 MPa (tensión de preconsolidación obtenida en el proceso de compactación) (punto de tensión B de la Fig. 4.44). Seguidamente, se comenzó con la rotura drenada en una trayectoria de compresión con control de exceso de presión de poros. En la Fig. 4.44 se muestra la trayectoria 3 en el plano (p´, q).

Trayectoria 4: consistió en partir de una tensión efectiva de 10 kPa, después de una rampa de saturación. En la primera etapa, la muestra fue sometida a una carga isótropa en rampa hasta una tensión efectiva de (σ_m - u_w) = 1.20 MPa (punto de tensión B de la Fig. 4.45). Posteriormente la tensión efectiva se disminuyó en rampa hasta un valor de (σ_m - u_w) = 0.10 MPa (punto de tensión C). La etapa de carga y descarga se realizó en condiciones drenadas, con un control de la velocidad de incremento o disminución de la tensión efectiva para mantener un valor de la presión intersticial menor o igual a 10 kPa. Posteriormente, se comenzó con la rotura drenada en una trayectoria de compresión con control de exceso de presión de poros. En la Fig. 4.45 se muestra la trayectoria 4 en el plano (p´, q).

En las trayectorias 1, 2 y 3 se trata de ver el efecto de unas condiciones iniciales conocidas caracterizando la posición de la superficie de fluencia de un suelo saturado (Fig. 4.46). En la

trayectoria 4 se busca caracterizar el efecto de la preconsolidación isótropa en el comportamiento de rotura del suelo saturado.

4.5.2 Ensayos triaxiales en muestras saturadas

En esta sección se presentan los resultados de la fase previa de ensayos orientados al análisis del comportamiento en rotura de muestras saturadas. El objetivo principal de este programa, fue la determinación de la forma de la superficie de fluencia para este material y los módulos elásticos en muestras saturadas.

En la Fig. 4.47, se presentan los resultados obtenidos del ensayo CD-101 y en la Fig. 4.49 del ensayo CD-102, en términos de la tensión desviadora (q), deformación de corte (ε_s), deformación volumétrica (ε_v) e incremento de la presión de poros (Δu) con respecto a la deformación axial (ε_l). Se observa que el incremento de la presión de poros (Δu) es controlado durante todo el ensayo para garantizar la tensión efectiva sobre la muestra.

En la Fig. 4.48 (ensayo CD-101) se muestra la deformación volumétrica (ε_v) con respecto a la tensión media efectiva ($p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$). En la etapa A-B del ensayo de este gráfico obtenemos la tensión de preconsolidación ($p_0^* = 57.8$ kPa). En la misma figura en el plano $p' : q$ se observa que la relación en la etapa de compresión (A-B) se llevó a cabo bajo una relación de ($\delta q/\delta p'$) = 0.80, y en la etapa de rotura (B-C) a deformación constante de ($\delta q/\delta p'$) = 2.9.

De la *Trayectoria 2* del ensayo CD-102, obtenemos un punto más de la superficie de fluencia, así como los módulos elásticos. En la Fig. 4.50 se muestra la determinación gráfica de la tensión de preconsolidación (p_0^*=25.5 kPa) en el plano $p' : \varepsilon_v$, obtenida de la zona cercana al quiebro o transición de la curva. En la Fig. 4.50 en el plano $p' : q$, se observa que para el valor de p_0^* determinado en el plano $p' : \varepsilon_v$ le corresponde un valor de la tensión desviadora (q = 46.5 kPa), valor que puede ser constatado en el plano $q : \varepsilon_l$ de la Fig. 4.51.

En la Fig. 4.51, se indican los módulos elásticos en condiciones saturadas. G: módulo de corte; E : módulo de Young; ν : módulo de Poisson. En la Tabla 4.20 se resumen los valores obtenidos de los parámetros y los módulos elásticos del programa de ensayos.

En la Fig. 4.52, se observa la influencia de la presión de confinamiento (σ_3) en los módulos elásticos. En la Fig. 4.53, se presenta en el plano tensión media efectiva–tensión desviadora (*p´: q*) la superficie de fluencia expresada por la siguiente ecuación:

$$\frac{\left(p' - \frac{p_0^*}{2}\right)^2}{\left(\frac{p_0^*}{2}\right)^2} + \frac{q^2}{\left(M\frac{p_0^*}{2}\right)^2} = 1 \tag{4.13}$$

donde:

$$M = \frac{6\,\text{sen}\,\phi'}{3 - \text{sen}\,\phi'} \tag{4.14}$$

Se obtuvo n valor de ϕ'= 29 ° (M = 1.15). En la Fig. 4.53 los símbolos representan los datos obtenidos en este programa de ensayos, mientras que las líneas continuas corresponden a la ecuación 4.13. Los símbolos con las coordenadas en $q = 0$, se obtuvieron del programa de ensayos de compresión isótropa.

En la Fig. 4.55, se muestra el ensayo CD-104 en el plano *p´: q*. En este ensayo la muestra se sometió inicialmente a una compresión isótropa hasta un valor de p´= 1.2 MPa y posteriormente se realizó la descarga hasta un valor de 0.10 MPa, para comenzar la fase de rotura ($\delta q/\delta p'$= 3.15). Por otro lado, también se determinaron los módulos elásticos de las curvas tensión–deformación. En el Anexo D, se presentan los gráficos obtenidos para los ensayos CD-200, CD-300 y CD-400, tomando los mismos criterios para la determinación de los parámetros expuestos en esta sección.

Tabla 4.20 Valores de fluencia, parámetros elastoplásticos y módulos elásticos del suelo en condiciones saturadas.

Ensayo	p_0^* MPa	q MPa	E MPa	G MPa	ν	K MPa	λ (0)	κ
CD-101	0.058	0.038						
CD-102	0.025	0.046	4.2	1.6	0.33	4.1	0.086	
CD-103	0.071	0.0						
CD-104	0.071	0.0	29	10	0.42	58	0.088	0.015
CD-201	0.032	0.016						
CD-202	0.016	0.022	4.1	1.6	0.26	2.8		
CD-301	0.033	0.017						
CD-302	0.016	0.021	4.8	1.9	0.24	3.1		
CD-401	0.075	0.064						
CD-402	0.029	0.057	7.4	2.8	0.32	6.8		